過剰間隙水圧を考慮した地すべりの地震応答解析

AN APPROACH FOR CONSIDERING EXCESS PORE WATER PRESSURE IN SEISMIC RESPONSE CALCULATIONS FOR LANDSLIDES

秦 吉弥 *・白石保律 **・佐藤誠一 **・杉山仁實 ***・ 新屋浩明 ****・小阪陽克 **・倉岡千郎 *・後藤庸介 ** Yoshiya HATA, Yasunori SHIRAISHI, Seiichi SATO, Hitomi SUGIYAMA, Hiroaki SHINYA, Harukatsu KOSAKA, Senro KURAOKA and Yosuke GOTO

The Mid Niigata Prefecture Earthquake induced numerous landslides. It has become most important to study the mechanisms of these earthquake-induced landslides. Among the many landslides, the soil mass of a landslide in the Higashi-Takezawa area traveled a long distance and blocked the Imo River. A particular emphasis has been placed on the study of the mechanisms of this landslide to examine whether a rise in pore pressure was one of the controlling mechanisms of the failure. However, no conclusive results have been reported so far to clarify the effects of the pore pressure. In this study, finite element analysis (FEA) was performed using the LIQCA program to assess the contribution of excess pore water pressure to landslide failure. The results of the simulation suggest that rise in pore pressure may have been one of the potential mechanisms of this particular landslide.

Keywords: Landslide, excess pore water pressure, LIQCA, Mid Niigata Pref. Earthquake

1. まえがき

2004年に発生した新潟県中越地震では斜面崩壊に代表 される数多くの地盤災害が報告されている。震源地周辺は 新潟県でも有数の地すべり多発地域であったことから、地 震による大規模な地すべり崩壊が数多く発生した。その中 でも山古志村東竹沢で発生した地すべり(図-1)¹¹は、比 較的規模が大きく芋川において河道閉塞が発生したことか ら全国的に注目を集めた。この地すべりの特徴として、再 活動型の地すべりであり、崩壊土砂が多量の水分を含んで いたことなどから、東竹沢地区の地すべりの一要因として 崩壊部において間隙水圧の上昇が発生した可能性が指摘さ れている^{11,21}。

しかしながら地震が地すべりに及ぼす影響について検 討がなされた研究は少なく、とくに地盤の液状化、すな わち過剰間隙水圧の上昇が地すべりの安定性に及ぼす影 響について検討がなされた研究はほとんどない。向井ら (2006)^{3),4)}は地すべりにおける地震を考慮した数値解析手 法の適用の可能性について取り纏め、Newmark 法および 全応力解析を適用した事例を紹介している。渦岡ら(2004、 2005)^{5),6)}は 2003 年宮城県北部地震で発生した宮城県河南

*	中央研究所 総合技術開発部		
**	コンサルタント国内事業本部	地球環境事業部	地盤環境部
***	コンサルタント国内事業本部	地球環境事業部	
****	コンサルタント国内事業本部	国土保全事業部	防災部

町西猿田地区の地すべりを対象とした過剰間隙水圧の影響 を考慮した有効応力解析(LIQCA)を実施し、すべり土塊 部の過剰間隙水圧が上昇するのに伴い崩壊面のすべり安全 率が低下し、液状化に起因して地すべりが発生した可能性 を指摘している。しかしながら本地すべりが実際に液状化 によって発生したかどうかの確証は得られていない。今後、 どのような地質と地下水の条件下において、このような崩 壊が発生しうるのかどうか、地すべり発生のメカニズムを 推定しさらなる実績を積み重ねることは非常に重要であ る。そこで本報では、二相混合体理論に基づいた土-水連 成の動的な支配方程式⁷¹に、砂の繰返し弾塑性モデル⁸⁰お よび $\mathbf{R} - \mathbf{O}$ モデルを組み込んだ二次元有効応力解析手法、 すなわち液状化解析コード LIQCA⁹⁰を用いて山古志村東 竹沢地すべりをモデル断面とする過剰間隙水圧を考慮した 地すべりの地震応答解析を行った事例を紹介する。



図

一1 山古志村東竹沢の地すべり地形¹⁾

2. 山古志村東竹沢地すべりの概要

図-2は2004年新潟県中越地震において芋川を閉塞し た東竹沢地すべりの上面図¹⁰⁾である。図-3には図-2 に明示されている断面位置における断面図に地質図を加筆 したもの¹⁰⁾を示す。地質図によれば、走向はN20°E、傾 斜は西落ち17~22°であり、芋川によって侵食された谷 の方向への流れ盤滑りと解釈されている。天然ダムを形成 した主要な移動土塊の平面積は平均辺長300m×250m、 厚さは約20m、土量は150万m³程度、移動水平距離は 約120mであった。現地調査の結果、東竹沢地区では、勾 配20°程度の西落ちの泥岩上面をすべり面とし、その上の 弱固結の砂層が流動したことが確認されている。この泥岩 面は崩壊斜面下部に広く露出しており、その表面には明確 な引っかき傷が認められている。

土木学会(2006)¹⁾では以下に示す崩壊メカニズムが報告 されている。まず従来から多少変位を生じていた地すべり 土塊は泥岩すべり面上に働く水圧の影響ですべり安全率は かなり低い状態にあった。すべり土塊は良く締まった細砂 (新第三紀砂岩)からなり、堆積年代もきわめて古いため地 震によっても液状化には至らなかったと考えられている。 地震によって地すべり土塊前面にある棚田と池などを形成 する崩壊土が間隙水圧の上昇により強度低下し、地震動の 影響により安定性が崩れ約 20 度の勾配の平滑な泥岩上を 一気にすべり落ちたと解釈されている。



図-2 東竹沢地すべりの上面図¹⁰⁾



3. 解析条件

ここでは解析条件、すなわち解析モデルの設定、 LIQCAで用いる解析パラメータの設定、境界条件ならび に入力地震動についてそれぞれ概説する。

(1) 解析モデル

図-3の断面図をもとに作成した FEM メッシュ図を図 -4に示す。崩壊前の斜面を再現するために国土地理院 1/10,000の地形図を用い等高線から斜面の傾斜を推測し、 比較的簡便な形状に断面をモデル化した。すべり面に関し ては崩壊後の測量結果ならびにボーリング柱状図から、す べり面位置を推定した。すべり面形状は明瞭ではないが Newmark 法¹¹¹を用いた残留変位量に関する検討を考慮し て、ここではその形状を円弧で近似させた。また解析対象 が再活動型地すべりであることから、崩壊したすべり面位 置においてジョイント要素を配置することですべり面のモ デル化を行った。土層構成に関しては崩壊後に実施した標 準貫入試験結果およびコア性状から推定しており、地表面 から順に土砂~強風化シルト(すべり土塊含む)、中風化砂 質泥岩、弱風化砂質泥岩の合計3層で構成されている。



(2) パラメータの設定

本研究では、比較検討のためLIQCAを用いた有効応力 解析法(Case A)および全応力解析法(Case B)の2種類の 地震応答解析手法の適用性について検討を行った。すべ り土塊を含む土砂~強風化シルト層を砂の弾塑性モデル、 中風化砂質泥岩層を R – Oモデル、弱風化砂質泥岩層を 地山層として弾性体モデルでそれぞれモデル化を行った。 よって砂の弾塑性モデルでモデル化された地下水位以深の 土砂~強風化シルト層が過剰間隙水圧の発生層(図-4青 色部分)となっている。表-1に設定した解析パラメータ の一覧を示す。なお、パラメータの設定に必要な土質試験 では被災現場において採取したすべり土塊の撹乱試料を使 用している。以下に、パラメータ設定根拠について示す。

① 土砂~強風化シルト層(すべり土塊含む)

単位体積重量および初期間隙比

現場において採取したすべり土塊材料の自然含水比w は土質試験の結果、w=24.4%であった。すべり土塊材料 の締固め試験を実施し、その締固め曲線に着目すれば、自 然含水比 w=24.4% のとき乾燥密度 γ_d は 13.6 (kN/m³) とな ることから、地下水位以浅の湿潤単位体積重量 γ_t を 16.9 (kN/m³) と設定した。また地下水位以深の単位体積重量 に関しては、上述したように乾燥単位体積重量 γ_d は 13.6 (kN/m³) であり、またすべり土塊材料の比重 G_s は土質試 験の結果 2.644 であったことから、間隙比 e を求めると 0.906 となる。よって地下水位以深の密度すなわち水中単 位体積重量 γ_{sub} は 18.3 (kN/m³) となる。

• 透水係数

透水試験結果をもとに設定した。具体的には定水位透水 試験を実施し、水温 15℃の透水係数 k を基準とすること で k=2.41*10⁻⁵ (m/sec)と設定した。

・擬似過圧密比、圧縮指数、膨潤指数

正規圧密状態を仮定して擬似過圧密比 OCR*=1.0 と した。圧密試験結果をもとに設定した。具体的には等方 圧縮膨潤試験を実施し、e-logp 曲線の傾きより圧縮指数 λ =4.2*10⁻¹および膨潤指数 κ =7.7*10⁻¹と設定した。

・ 初期せん断係数比

地下水位以浅の対象土層の層厚を26mとすれば、土層 中心における拘束圧 σ_3 は、静止土圧係数 K_0 =0.5 を仮定 すれば約110(kPa)となる。図-5に示す三軸圧縮試験結 果より拘束圧 σ_3 =110(kPa)のとき約 E_0 =35,700(kPa)とな る。よって初期せん断弾性係数 G_0 は等方弾性体の理論式 を用いれば G_0 =13,400 (kPa)となる。また初期平均有効応 力は σ'_{m0} =約 220 (kPa) であることから初期せん断係数比 G_0/σ'_{m0} は 60.8 と算定される。地下水位以深の対象土層の 層厚を 6m とすれば、土層中心における拘束圧 σ_3 は、静 止土圧係数 K_0 =0.5 を仮定すれば約 250 (kPa)となる。図 -5 に示す三軸圧縮試験結果より拘束圧 σ_3 =250 (kPa)の とき約 E_0 =71,700 (kPa)となる。よって初期せん断弾性係 数 G_0 は等方弾性体理論の一般式より約 G_0 =26,900 (kPa) となる。また初期平均有効応力は σ'_{m0} =約 500 (kPa)であ ることから初期せん断係数比 G_0/σ'_{m0} は54.4 と算定される。



表-1 解析パラメーター覧

解析ケース		Case A		Case B		Case A・B共通	
パラメータ名		土砂~強風化シルト SI(W1)		土砂~強風化シルト SI(W1)		中風化砂質泥岩 Ms(W2)	弱風化砂質泥岩 Ms(W3)
		地下水位以浅	地下水位以深	地下水位以浅	地下水位以深	R-0モデル	弾性体モデル
密度	$\rho (kN/m^3)$	16.9	18.3	16.9	18.3	20.8	20.8
透水係数	k (m/sec)	-	2. $41*10^{-5}$	-	2. $41*10^{-5}$	$5*10^{-7}$	0.0
初期間隙比	e ₀	0.906	0.906	0.906	0.906	0.111	0.0
ポアソン比	ν	0. 333	0. 333	0.333	0.333	0.37	0.37
せん断弾性係数	G (kPa)	13400	26900	13400	26900	100400	247000
擬似過圧密比	OCR*	1.0	1.0	-	-	-	-
圧縮指数	λ	4. 2*10 ⁻¹	4. 2*10 ⁻¹	_	-	-	-
膨潤指数	κ	7. $7*10^{-2}$	7.7 $*10^{-2}$	-	-	-	-
初期せん断係数比	G_0 / σ'_m	60.8	54.4	60.8	54.4	160	193
破壞応力比	M* _f	1.286	1.286	-	-	-	-
変相応力比	M [*] _m	0.858	0.858	-	-	-	-
硬化関数中のパラメータ	B*0	1200	1200	-	-	-	-
硬化関数中のパラメータ	B*1	15	15	-	-	-	-
硬化関数中のパラメータ	Cf	0	0	-	-	-	-
規準ひずみ(塑性剛性)	γ_{r}^{P*}	0.015	0.015	-	_	-	-
規準ひずみ(弾性剛性)	γ_{r}^{E*}	0.100	0.100	-	-	-	-
ダイレイタンシー係数	D*0	7.0	7.0	-	_	-	_
ダイレイタンシー係数	n	2.0	2.0	-	-	-	-
粘着力	c (kPa)	-	-	0.0	0.0	490	-
内部摩擦角	$\phi~({\rm deg.})$	-	-	36.6	36.6	35.0	-
せん断弾性係数のパラメータ	а	-	-	900	1200	4000	-
せん断弾性係数のパラメータ	b	-	-	0.5	0.5	0.5	-
RーOパラメータ	α	-	-	1.53	1.53	2.08	-
RーOパラメータ	r	-	-	1.62	1.62	2.06	-

破壊応力比および変相応力比

圧密非排水三軸圧縮試験結果より図-6(a)に示す有効 応力表示における内部摩擦角φ'は36.6(deg.)および図 -6(b)に示す有効応力経路より求まる変相角φ_mは26.6 (deg.)となった。よって破壊応力比*M**_rおよび変相応力比 *M**_mは1.286 および0.858 とそれぞれ算定された。



・硬化関数中のパラメータ、規準ひずみ、ダイレイタン シー係数

液状化強度試験の要素シミュレーションより試行錯誤の 結果設定した。目標としたのは、両振幅軸ひずみ5.0%に おける液状化強度曲線、すなわち繰返し回数と軸差応力比 の関係である。設定したパラメータによる液状化強度曲線 を図-7に、動的変形特性を図-8にそれぞれ示す。これ らの図より、解析値と実験値がほぼ一致していることが読 み取れる。軸差応力比・軸ひずみ関係および有効応力経路 を図-9 および図-10にそれぞれ示す。これらの図より 液状化強度曲線や動的変形曲線のフィティング結果よりも 多少精度が劣っているものの、時系列の実験結果との比較 であることを勘案すれば、比較的良好に再現できていると 考えられる。





図-8 動的変形試験結果







・ せん断弾性係数のパラメータ

Case B の全応力解析において用いるせん断弾性係数の パラメータについては、まず拘束圧依存性を考慮してパラ メータ b=0.5 とした。また初期せん断弾性係数 G₀ は上述 したように約 13,400 および 26,900(kPa) と推定されるこ とから、パラメータ a=900 および 1,200 とそれぞれ設定 した。

・ R - 0 パラメータ

Case B の全応力解析において用いる R - O パラメータ については、まず図-8に示した動的変形試験結果より最 大減衰定数 h_{max} =0.15を採用し、パラメータr=1.62と設定した。次に対象土層では動的変形試験が実施されていないため、せん断弾性係数が初期値 G_0 の1/2になるときのひずみ γ 0.5と基準ひずみ γ_r が等しいと仮定してパラメータa=1.53と設定した。

2 中風化砂質泥岩層

単位体積重量

山崎ら(2004)¹²⁾による既往の研究成果を参考に、泥岩 の平均的一般値であるとされる湿潤単位体積重量_{アt}=20.8 (kPa)を採用した。

透水係数・初期間隙比

水収支研究グループ(1993)¹³⁾による既往の研究成果を 参考に設定した。泥岩の透水係数については一般値である とされる $k=5.0*10^{-7}$ (m/sec)を採用した。また泥岩の一般 的な間隙率nは 10% であるとされていることから、初期 間隙比eを 0.111 と設定した。

・ポアソン比

野崎(1994a)¹⁴⁾による新潟県下の地すべり母岩のS波速 度とP波速度の関係よりポアソン比 v=0.37 と設定した。

・初期せん断係数比

野崎(1994b)¹⁵は新潟県下の地すべり母岩における変形 係数および弾性係数を各地層について取り纏め報告してい る。当該地点(新潟県山古志村東竹沢地区)は西山層相当で 代表されることから、風化の影響を若干受けていることを 考慮すると、野崎(1994b)¹⁵によれば対象土層における推 定弾性係数は 275,000 (kPa)となる。ここで、上述したよ うにポアソン比 v=0.37 を仮定しているので、初期せん断 弾性係数 G_0 は約 100,400 (kPa)と推定することができる。 対象土層の層厚を 8m とすれば、土層中心における初期平 均有効応力は $\sigma'_{m0}=$ 約 630 (kPa) であることから初期せん 断係数比 G_0/σ'_{m0} は約 160 と算定される。

粘着力および内部摩擦角

野崎(1994b)¹⁵⁾による既往の研究成果を参考に、粘着力 $c(純せん断強度 \tau_0)=490(kPa)および内部摩擦角 <math>\phi =35^{\circ}$ をそれぞれ採用した。

・ せん断弾性係数のパラメータ

せん断弾性係数のパラメータについては、まず対象土層 中心における深度(約 35m)つまり有効応力が比較的大き い(約 630kPa)ため、拘束圧依存性を考慮してパラメータ *b*=0.5 とした。また初期せん断弾性係数 *G*₀ は約 100,400 (kPa)と推定されることから、パラメータ *a*=4,000 と設定 した。

• R-0パラメータ

R - Oパラメータについては、まず吉見・福武(2005) ¹⁶⁾より砂礫状態を仮定して最大減衰定数 h_{max} =0.22を採用 し、パラメータr=2.06と設定した。次に対象土層では動 的変形試験が実施されていないため、せん断弾性係数が初 期値 $G_0 \circ 1/2$ になるときのひずみ $\gamma_{0.5}$ と基準ひずみ γ_r が等しいと仮定してパラメータ a = 2.08 と設定した。

③ 弱風化砂質泥岩層

・ 単位体積重量

対象土層上層に相当する中風化砂質泥岩層と同様に、山 崎ら(2004)¹²⁾を参考に、泥岩の平均的一般値であるとさ れる湿潤単位体積重量 γ,=20.8(kPa)を採用した。

透水係数および初期間隙比

基盤に相当する対象土層(弱風化砂質泥岩層)は地山相当 であり弾性体でモデル化したため、渦岡ら(2004、2005)^{5),6)} を参考に、透水係数 *k*=0.0(m/sec)および初期間隙比 *e*=0.0 とそれぞれ設定した。

・ ポアソン比

対象土層上層に相当する中風化砂質泥岩層と同様に、新 潟県下の地すべり母岩のS波速度とP波速度の関係(野崎 1994a)¹⁴⁾よりポアソン比 v=0.37と設定した。

初期せん断係数比

野崎(1994b)¹⁵⁾より当該地点は西山層相当で代表される ことから、対象土層における風化の影響が比較的軽微であ ることを勘案すれば、弾性係数は 677,000(kPa)となる。 ここでポアソン比 v=0.37と設定しているので、初期せん 断弾性係数 G_0 は 247,000(kPa)と推定することができる。 そして対象土層の層厚を 54m とすれば、土層中心におけ る初期平均有効応力は $\sigma'_{m0}=約$ 1,280(kPa)であることか ら初期せん断係数比 G_0/σ'_{m0} は約 193 と算定される。

④ すべり面に配置するジョイント要素

・ せん断方向および垂直方向のバネ定数

ー面せん断試験結果をもとにせん断方向のバネ定数を 設定した。図-11にせん断応力 - ひずみ関係を示す。こ の図よりピーク強度(352.4kPa)となる点を基準に応力単 位のせん断方向のバネ定数 ks を設定すれば、ks \Rightarrow 6,500 (kPa)と算定される。垂直方向のバネ定数 kv については、 垂直方向に破壊が発生しないようにせん断方向のバネ定数 の 100 倍の値となる kv \Rightarrow 650,000(kPa)とした。



粘着力および摩擦係数

再活動型地すべりにおけるすべり面のせん断強度である

粘着力cおよび摩擦係数 $\tan \phi$ (内部摩擦角の正接)を決定 する方法には、逆算法と土質試験による方法の2つの方法 があるが、ここでは節理面における不攪乱試料が採取され ていないことも勘案して、逆算法を用いてすべり面のせん 断強度を設定した¹⁷⁾。まず、すべり面の平均鉛直層厚z(m)= 粘着力c(kPa)の経験的関係から粘着力cを求め、安全 率をFs=1.05と仮定し内部摩擦角 ϕ を23.2(deg.)と算定 した。

上記の安全率 Fs=1.05 のときのせん断強度の組合せ(c、 φ)は静的状態において最も危険な状態となる地下水位が 地表面にある場合に安全率 Fs=1.0 となり、新潟県中越地 震以前の降雨などに起因した滑りが発生しないようなせ ん断強度定数の組合せとなっている(鵜飼教授との私信よ り)。

(3) 各種条件設定

① 初期応力解析

初期応力状態は、図-4に示した FEM モデルと同じモ デルを用いた初期応力解析により算定した。すべての土 層は弾完全塑性モデルとし、要素の有効重量を荷重(100 分割の増分解析)として与えた。弾完全塑性モデルにお けるポアソン比v、粘着力c、内部摩擦角 ϕ については、 動的解析において使用する値(三軸圧縮試験で得られた 値または既往の研究における文献値)と同じ値を採用した。 またヤング係数Eは有効拘束圧の0.5乗に比例すると仮定 (n=0.5)して、次式によりヤング係数のパラメータ E_0 に関 しては各土層中心の初期平均有効応力 σ'_m を用いて算定し た。

2 境界条件

渦岡(2006)¹⁸⁾を参考に設定した。

・ 底面境界

土骨格に対する境界条件としては、ダッシュポットを配置することで底面は弾性基盤を採用し、そのせん断波速度 Vs は 400m/sec とした。間隙水に関する境界条件として、 底面は流量0の非排水境界を採用した。

• 側方境界

土骨格に対する境界条件としては、擬似自由地盤境界を 採用した。間隙水に関する境界条件として、地下水位面を 水頭0の排水境界、その他の要素面はすべて流量0の非 排水境界をそれぞれ採用した。

③ 数值解析条件

数値解析上の解析条件として、計算時間増分は 0.001 秒、 数値積分手法である Newmark 法¹⁹⁾の係数は LIQCA にお いて一般的に用いられ安定性が確認されている β =0.3025 および γ =0.6 を採用した。Rayleigh 減衰としては、初 期剛性比例型を採用した。その係数 α 1 はモデルの代表 的断面における推定 1 次固有周期 T_1 =1.358sec(固有周 波数 $f_1=0.736$ Hz)に対して減衰定数 $\xi=1.0\%$ を仮定して $\alpha_1=0.0043$ と設定した。動的解析時間は50秒であり、動 的解析終了後の圧密解析は実施していない。

④ 入力地震動

入力地震動としては当該地点から 2km 程度離れた気象 庁山古志村竹沢において観測された波形に対し、解析対象 断面方向(水平方向)相当に座標変換を施した。さらに司・ 翠川(1999)²⁰⁾の最大加速度の距離減衰式を参考に基盤か ら地表面に至るまでの増幅率を 1.4 と仮定して当該地点基 盤における入力地震動を概算した。図-12 に入力地震動 の時刻歴を示す。



4. 解析結果

Case A の有効応力解析における特定の時間の過剰間隙 水圧比の分布を図-13に示す。この図によれば、過剰間 隙水圧比が1に達していない。すなわち完全な液状化に は至っていないことがわかる。また過剰間隙水圧の上昇は 法先付近の拘束圧が比較的小さい箇所から始まり、その後 水圧上昇が全体に広がっており、主要動終了直後において 過剰間隙水圧比の分布が最大となっていることが読み取れ る。

Case A の有効応力解析における特定の時間の等倍変形 図の分布を図-14に示す。この図より、時間の経過とと もに滑動変位量が増大する傾向にあり、最終ステップにお いて残留変位量が発生していることがわかる。また、すべ り土塊が一体となって滑動していることも読み取れる。図 -15は Case B の全応力解析における特定の時間の等倍 変形図である。図-14と図-15を比較すると、変形モー ドはかなり似ているものの、過剰間隙水圧の発生を考慮し た有効応力解析のほうが同じ特定時間において滑動変位量 が大きくなっていることが読み取れる。

図-16は Case A と Case B の滑動変位量(すべり土塊 法先における水平方向の変位)の時刻歴を比較したもので ある.これより Case A の方が滑動変位量が大きくなって おり、残留変位量で比較すると Case A では 15.6m、Case B では 8.9m となっている。図中にはすべり面形状を円弧 とした場合の Newmark 法(鉄道総研法)21)による結果も 掲載しており、Case B の残留変位量とほぼ一致する傾向



があることから、過剰間隙水圧の上昇を考慮しない場合、 Newmark 法のような簡便な手法を用いても比較的良い精 度で残留変位量を予測できる可能性があることを示唆して いる。

図-17 はすべり変位量の差(Case A - Case B)とすべ り面付近の過剰間隙水圧比の時刻歴をそれぞれ重ね合せた ものである。この図より水圧の上昇過程と変位量差の上昇 過程がほぼ一定していることがわかる。本地すべりの土質 試料は過剰間隙水圧の発生による剛性低下が著しいことが 報告されている(石井ら 2005)²²⁾ことからも、間隙水圧の 上昇に伴う剛性劣化により地すべりの滑動変位量が増大し たものと考えられる。

5. まとめ

本報では、液状化解析コード LIQCA を用いて山古志村 東竹沢地すべりをモデル断面とする地すべりの有効応力解 析を行った。本解析結果によれば、新潟県中越地震時にお いて本地すべりは完全な液状化には至らなかったものと推 測される。しかしながら常時のすべり安全率が比較的低い 再活動型地すべりであったことから地震動の影響により斜 面の安定性が崩れ、さらに間隙水圧の上昇に起因してすべ り面付近の剛性が著しく低下したことにより大規模な崩壊 を伴う地すべりが発生したものと考えられる。

しかしながら本報で用いた地下水位や地震動には不確定 要因が残されていることから定量的な評価には今後さらな る検討が必要である。また本検討ではすべり土塊の滑動量 を実現象よりも過小評価しており再現するには至っていな いことから、今後、すべり土塊の自重を支えきれなくなっ た場合には、すべり土塊部分の剛性比例型 Rayleigh 減衰 を強制的にゼロにするなどのアプローチ²³⁾が必要である ものと考えられる。

謝辞:本研究の遂行にあたっては京都大学大学院工学研究 科社会基盤工学専攻岡二三生教授にご教示いただいた。旧 山古志村東竹沢地すべりの現場における土試料採取の際に は群馬大学工学部鵜飼恵三教授、若井明彦助教授、蔡飛助 手にご協力いただいた。土質試験の実施では、広島大学大 学院工学研究科社会環境システム専攻地盤工学研究室の皆 様にお世話になった。また山古志村竹沢において観測され た気象庁の地震波形を使用させていただいた。ここに記し て関係各位に深く御礼申し上げます。

参考文献

- (社)土木学会:平成16年新潟県中越地震被害調査報告書 CD-ROM、新潟県中越地震被害調査特別委員会編、2006.
- 2) たとえば佐々恭二、福岡浩、汪発武、王功輝:平成16年新 潟県中越地震により発生した再活動地すべり地における高速

地すべり発生・運動機構、第44回日本地すべり学会研究発 表会講演集、pp.59-62、1995.

- 向井啓司、相楽渉、冨田陽子、林満:地震を考慮した数値解 析手法の変遷と現状、平成18年度砂防学会研究発表会概要 集、砂防学会、pp.22-23、2006.
- 4) 向井啓司、相楽渉、冨田陽子、林満:地震を考慮した数値解 析手法による地すべり解析の適用性、平成18年度砂防学会 研究発表会概要集、砂防学会、pp.24-25、2006.
- 5) 渦岡良介、市橋慧、仙頭紀明、風間基樹:2003 年宮城県北 部地震で発生した斜面崩壊における前震の影響、第 39 回 地盤工学研究発表会講演論文集、No.1047、pp.2091-2092、 2004.
- Uzuoka, R., Sento, N., Kazama, M. and Unno T.: Landslides during the Earthquakes on May 26 and July 26, 2003 in Miyagi, Japan, Soils and Foundations, Vol.45, No.4, pp.149-163, 2005.
- 7) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M., and Uzuoka, R.: FEM-DEM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, Vol.52, pp.209-245, 1994.
- Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y., Yamashita, S.: A Cyclic Elasto-Plastic Constitutive Model for Sand considering a Plastic- Strain Dependence of the Shear Modulus, Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 10) 国土交通省砂防部 HP:第2回土砂災害対策検討会、資料-2、 http://www.mlit.go.jp/river/sabo/kondankai/pdf/050218_4. pdf
- Newmark, N. M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol. 15, No.2, pp. 139-159, 1965.
- 山崎孝成、山田正雄:FEMによる地すべり解析の基礎理論、 地すべり解析における有限要素法の利用第8回、地すべり、 Vol.41、No.1、pp.74-77、2004.
- 13) 水収支研究グループ編:地下水資源・環境論-その理論と実 、共立出版、350p、1993.
- 14) 野崎保:新潟県下における地すべり母岩の力学特性(前編) 室内試験による岩石力学特性-、地すべり、第31巻、第2号、 pp.17-23、1994a.
- 15) 野崎保:新潟県下における地すべり母岩の力学特性(後編) –
 原位置試験による岩盤力学特性-、地すべり、第32巻、第2号、pp.17-25、1994b.
- 吉見吉昭、福武毅芳:地盤液状化の物理と評価・対策技術、 技報堂出版、pp.328、2005.
- 17)(社)日本道路協会:道路土工のり面工・斜面安定工指針、 1999
- 18) 渦岡良介:地盤・構造物系の有効応力解析における境界条件、 日本地震工学会誌、No.3、pp.24-27、2006.

- Newmark, N. M.: A Method of Computation for Structural Dynamics, Jour. of ASCE, Vol.85, No.EM3, pp.67-94, 1959.
- 20) 司宏俊、翠川三郎:断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大 加速度・最大速度の距離減衰式、日本建築学会構造系論文報 告集、第 523 号、pp.63-70、1999.
- 21) 舘山勝、龍岡文夫、古関潤一、堀井克己:盛土の耐震設計法に関する研究、鉄道総研報告、Vol.12、No.4、pp.7-12、 1998.
- 22) 石井靖雄、野村康裕、藤澤和範、津國典洋、李黎明:地震動 による地すべり土塊の強度低下について、第44回日本地す べり学会研究発表会講演集、pp.41-42、2005.
- 23)若井明彦、鵜飼恵三、尾上篤生、樋口邦弘、黒田清一郎:層 理面に沿った地震時斜面崩壊に関する有限要素シミュレー ション、第41回地盤工学研究発表会講演論文集、No.1050、 pp.2099-2100、2006.